四肢钢管混凝土格构柱地震损伤模型及试验研究

黄志[1,2],熊陆增[1],蒋丽忠[3],周旺保[3],谌湘文[1],戚菁菁[1]

(1. 湖南科技大学土木工程学院,411201 湘潭;2. 湖南省智慧建造装配式被动房工程技术研究中心,411201 湘潭;
3. 中南大学土木工程学院,410075 长沙)

摘　要:为了评价巨型组合结构体系中钢管混凝土格构柱的地震损伤情况,对4根四肢钢管混凝土格构柱进行了拟静力试验,得出了四肢钢管混凝土格构柱在水平低周反复荷载作用下的水平荷载-位移滞回曲线、破坏特征和构件损伤情况。在试验所获得滞回曲线的基础上,通过对能量系数和耗能因子的修正,在传统双参数地震损伤模型基础上建立了适用于巨型组合结构体系中钢管混凝土格构柱的考虑无效耗能的双参数地震损伤模型,与试验结果相吻合。结果表明,修正后的模型能够较为准确地反映四肢钢管混凝土格构柱各位移阶段的损伤系数,为巨型组合结构体系中钢管混凝土四肢格构柱及其结构的地震损伤分析提供参考依据。

关键词:组合结构;格构柱;钢管混凝土;拟静力;损伤

中图分类号:TU393　　**文献标志码:**A

Studies on seismic damage model of concrete-filled steel tube laced columns

HUANG Zhi[1,2],XIONG Luzeng[1],JIANG Lizhong[3],ZHOU Wangbao[3],CHEN Xiangwen[1],QI Jingjing[1]

(1. School of Civil Engineering,Hunan University of Science and Technology,411201 Xiangtan,China;
2. Hunan Engineering Research Center for Intelligently Prefabricate Passive House,411201 Xiangtan,China;
3. School of Civil Engineering,Central South University,410075 Changsha,China)

Abstract: To evaluat the damage and aseismic performance of these concrete filled steel tubular (CFST) laced columns,four CFST laced columns consisting of four main steel-concrete tubes were tested under cyclic loading. In this paper,hysteresis and failure mechanisms were studied based on the results from the lateral cyclic loading tests. Besides,based on the hysteresis and skeleton curves obtained from the experiment,the traditional seismic damage double parameters model was revised. And a modified two-parameter seismic damage model,which is suitable for concrete filled steel tubular laced columns in a giant composite structure system,was established considering displacement damage and energy damage. The proposed modified seismic damage model is in good agreement with the test results,and it can be used for seismic damage analysis of the CFST four-limbed laced columns in the mega composite structure system.

Key words:composite structure;laced column;concrete filled steel tube;pseudo-static;damage

收稿日期:2021-07-27　　**修回日期:**2022-04-15

基金项目:国家自然科学基金资助项目(No. 51808213);湖南省自然科学基金资助项目(No. 2019JJ50185);湖南省教育厅科学研究优秀青年项目资助项目(No. 20B214);湖南省教育厅科学研究重点项目资助项目(No. 20A184);湖南科技大学博士科研启动基金项目资助项目(No. E51856)

通信作者:蒋丽忠,教授。E-mail:lzhjiang@csu.edu.cn

引用格式:黄志,熊陆增,蒋丽忠,等. 四肢钢管混凝土格构柱地震损伤模型及试验研究[J]. 应用力学学报,2022,39(4):717-725.

HUANG Zhi,XIONG Luzeng,JIANG Lizhong,et al. Studies on seismic damage model of concrete-filled steel tube laced columns[J]. Chinese journal of applied mechanics,2022,39(4):717-725.

在现代建筑设计中,组合结构因其良好的受力特性而被工程界所采用[1-2]。与其他形式的组合结构相比,钢管混凝土格构柱因截面惯性矩大、抗弯刚度大、承载力高,在荷载偏心率较大的情况下受力性能依然良好等优点,被广泛应用于实际工程当中[3]。国内外学者也对此类结构进行了大量理论和试验研究。欧智菁等[4-5]研究了轴压比、长细比、混凝土强度、柱肢钢材强度和缀管布置形式等参数对变截面钢管混凝土格构柱受力性能的影响。Huang 等[6]根据格构柱-组合箱梁节点的滞回特性对其恢复力模型进行了研究。袁辉辉等[7-8]研究了平缀管式等截面钢管混凝土格构柱骨架曲线计算方法,以及不同参数对试件承载力、延性的影响。许力等[9]分析了单边螺栓连接的新型双肢格构柱在偏压荷载下的受力性能。蒋丽忠等[10]对 3 种不同连接构造形式的格构柱-组合箱梁节点的抗震性能和耗能特性进行说明,为以后的理论研究提供了依据。杨伟[11]参考普通格构柱承载力计算方法,提出了适用于套箍格构柱承载力的计算方法。

研究人员对不同构件在地震作用下的损伤性能进行了深入研究。如朱汉波等[12]考虑了低周疲劳效应对钢筋混凝土构件的影响;马辉等[13]基于型钢再生混凝土柱的研究建立损伤模型;樊禹江等[14]考虑了传统模型无法准确描述加载位移大于100 mm的混凝土框架节点的问题,引入了位移项系数和能量项系数来减小误差。但是对钢管混凝土格构柱地震损伤研究较少,而地震损伤模型对评估构件在荷载作用下的损伤程度有着重要意义[15]。因此,本研究基于钢管混凝土格构柱拟静力试验研究,在满足构件损伤上下限及位移损伤和能量损伤非线性关系的基础上,对已有地震损伤双参数模型进行修正,建立修正的钢管混凝土格构柱地震损伤双参数模型;并对模型有效性进行验证,保证计算精度,使其能较好地应用于钢管混凝土格构柱地震损伤计算。

1 试验概况

1.1 试件及参数

试验以钢管混凝土格构柱为原型,试件的缩尺比例为 1∶3。考虑到试验过短会引发端部效应,试件过长会发生整体失稳,所以试件的高度分别设置为 1 200 mm、2 100 mm、3 000 mm。试验装置及试件构造如图 1 所示。

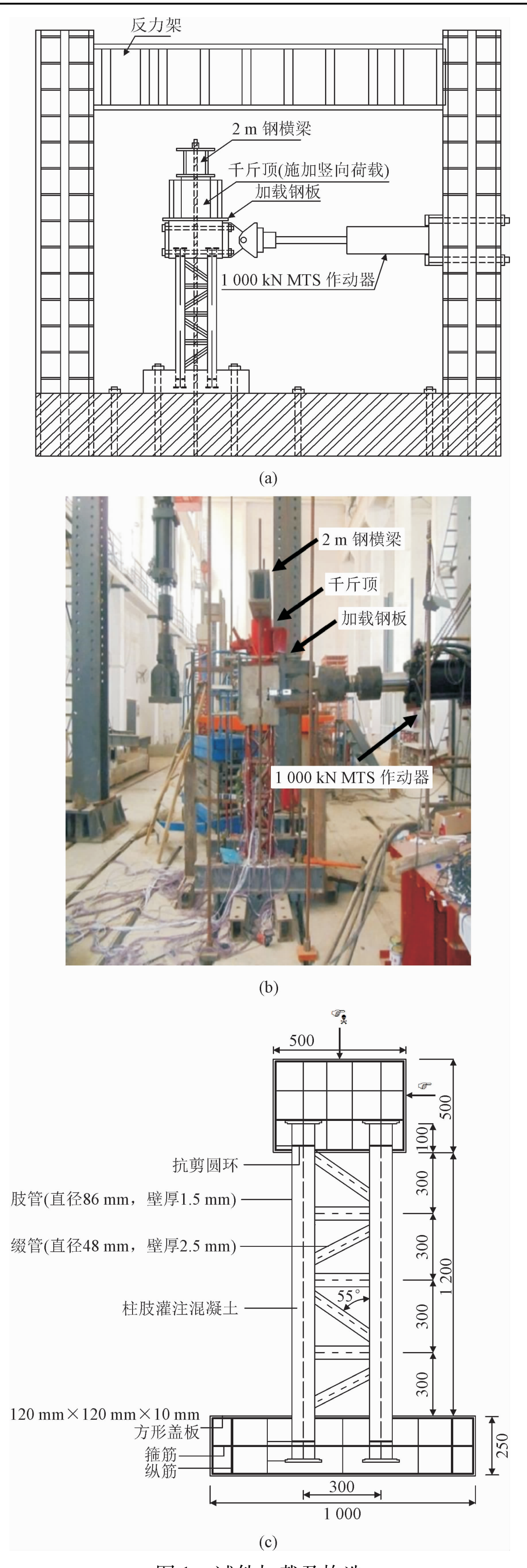


图 1 试件加载及构造

Fig. 1 Specimen loading and construction

肢管采用 Q235 焊接钢管,缀管由 Q235 无缝空钢管切割而成。肢管内填充 C40 混凝土,柱帽和底座均为 C40 混凝土浇注。柱帽和底座配置足够钢筋以保证柱帽和底座在试验结束前不被破坏。试件各参数如表 1 所示。

表 1 试件参数

Tab. 1 Parameters of specimen

试件编号	长度/mm	长细比	轴压比	套箍指标
SCC1	1 200	10.80	0.20	1.49
SCC2	1 200	10.80	0.30	1.49
SCC3	2 100	18.40	0.20	1.49
SCC4	3 000	27.90	0.20	1.49

考虑到缀管截面尺寸对构件的影响,长细比、套箍指标按照规范[16]中的公式计算,长细比计算公式为

$$\lambda = \sqrt{\left(l_e^{\,0}/\sqrt{\frac{I_x}{A_0}}\right)^2 + 40A_0/A_{lx}} \qquad (1)$$

式中:$l_e^{\,0}$ 为格构柱的等效计算长度;I_x 为截面惯性矩;A_0 为格构柱横截面所截各分肢换算截面面积之和;A_{lx} 为格构柱截面中垂直于 x 轴的各斜缀条毛截面面积之和。因试件中心对称,面内与面外的长细比是一致的,故仅考虑一个方向上的长细比。

套箍指标计算公式为

$$\zeta = \frac{A_a f_a}{A_c f_c} \qquad (2)$$

式中:A_a 为钢管的横截面积;A_c 为核心混凝土的横截面积;f_a 为钢管的抗压强度设计值;f_c 为核心混凝土的轴心抗压强度设计值。

1.2 加载制度

试验采用拟静力加载方案,预先施加 $0.60F_N$ (F_N 为所施加的轴力值)的轴向压力预加载,以便检测装置能否正常工作,待一切正常后对试件施加轴力 F_N,并保持轴力恒定。

向构件施加水平反复荷载,试件屈服前采用力加载,分两级加载,每级为屈服荷载的 50%。试件屈服后采用逐级递增的位移加载,即:$2\Delta y$、$3\Delta y$、$4\Delta y$、$5\Delta y$…。当试件出现明显破坏的特征时、加载位移超过试件高度的 1/200 时或某一半循环位移所对应的荷载小于极限荷载的 85% 时认为试件破坏,停止加载。

每施加一次荷载后停留 2 ~ 3 min 以便记录数据和观测试件的外观变化。同时,在柱顶安装1 000 kN 测力传感器,用以测量竖向荷载;水平荷载值通过作动器的数据采集系统从计算机上读出。在柱顶、各柱肢中截面以及柱脚与水平力一致的方向和相对称的位置安装位移计以计算水平位移平均值。

1.3 试验现象

试件 SCC1 和试件 SCC2 的破坏过程类似。加载初期,试件荷载与位移呈线性变化。继续加大荷载,当荷载加至 4 倍屈服位移时(即 32 mm 左右),试件柱脚的受压侧开始出现轻微鼓曲,受拉侧无明显变形,但反向加载时鼓曲变形基本完全恢复;加载至 6 倍屈服位移时(即 48 mm 左右),柱肢出现残余变形,鼓曲不能完全恢复且逐渐向环向发展;加载至 7 ~ 8 倍屈服位移时(即 60 mm 左右),柱脚处的鼓曲非常明显,受压一侧出现第一条裂缝,底部混凝土被压碎,少量混凝土从裂缝中掉落;加载至 9 倍屈服位移时(即 72 mm 左右),柱肢出现多处裂缝,柱肢与缀管之间也呈现出撕裂现象。试件水平承载力明显下降,表明试件已经破坏。

试件 SCC3 在弹性阶段受力情况良好。当加载至 3 倍屈服位移时(即 48 mm 左右),柱脚处出现鼓曲,但鼓曲基本可恢复;加载至 4 倍屈服位移时(即 64 mm 左右),柱肢出现残余变形,反向加载时鼓曲开始不可恢复;加载至 5 倍屈服位移时(即 80 mm 左右),柱脚处变形严重且柱肢与缀管之间出现撕裂现象。柱脚、节点处的变形及破坏如图 2 所示。

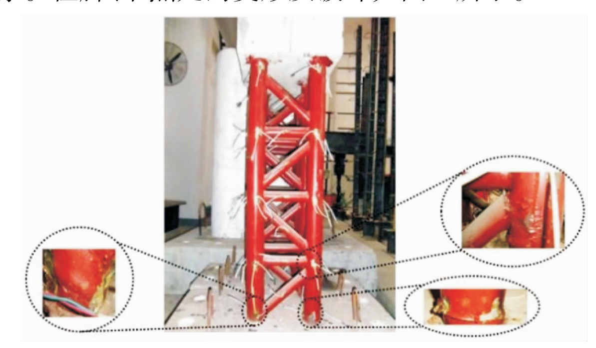


图 2 试件破坏细部图

Fig. 2 Details of the damage of the specimen

试件 SCC4 加载至 4 倍屈服位移时(即 88 mm 左右),柱脚出现鼓曲反向加载时可基本恢复;加载至 5 倍屈服位移时即(120 mm 左右),柱脚局部出现残余变形;加载至 6 倍屈服位移时(即 140 mm 左右),因作动器正向加载位移达到限制故停止试验,但此时水平承载力已开始下降。

为定量描述结构或构件的地震损伤程度,为损伤后的修复提供参考,依据《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3 – 2010)[17]和已往研究成果,将钢管

混凝土格构柱不同损伤程度与损伤系数建立对应关系。各破坏情况对应的损伤系数取值范围如表 2 所示。

根据各损伤程度对应的损伤系数取值范围，结合试验中观察的现象可以得到各位移阶段对应的损伤系数，如表 3 所示。

表 2　不同损伤程度下格构柱损伤系数取值

Tab. 2　Damage coefficients of laced columns under different damage degrees

损伤程度	破坏情况	损伤系数 D 取值范围
完好	处于弹性状态，构件变形可恢复	0～0.2
基本完好	受压一侧柱脚轻微鼓曲，但反向加载基本可恢复	0.2～0.4
可修	柱脚鼓曲进一步扩大且环向发展	0.4～0.6
严重损坏	受压一侧出现裂缝，混凝土被压碎	0.6～0.8
完全破坏	柱枝与缀管之间撕裂	0.8～1

表 3　各阶段位移下试件损伤系数

Tab. 3　Damage coefficient of specimens under different displacement stages

试件编号	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_8	D_9
SCC1	0.001	0.070	0.150	0.250	0.350	0.500	0.650	0.800	1.000
SCC2	0.001	0.070	0.200	0.250	0.400	0.550	0.700	0.850	1.000
SCC3	0.005	0.150	0.350	0.550	1.000				
SCC4	0.005	0.100	0.200	0.300	0.550	1.000			

注：D_i 为试件在 i 倍（i＝1～9）屈服位移下的损伤系数值。

1.4　试验结果分析

通过对 4 根四肢钢管混凝土格构柱进行水平低周反复荷载试验，各试件破坏形态主要呈现为压弯剪破坏和压弯破坏两种。试件 SCC1 和 SCC2 滞回曲线比较饱满，呈现为弓形。试件 SCC3 滞回曲线不太饱满，呈反 S 型。试件 SCC4 滞回曲线最为饱满，接近梭形。4 个试件的滞回曲线图如图 3 所示。

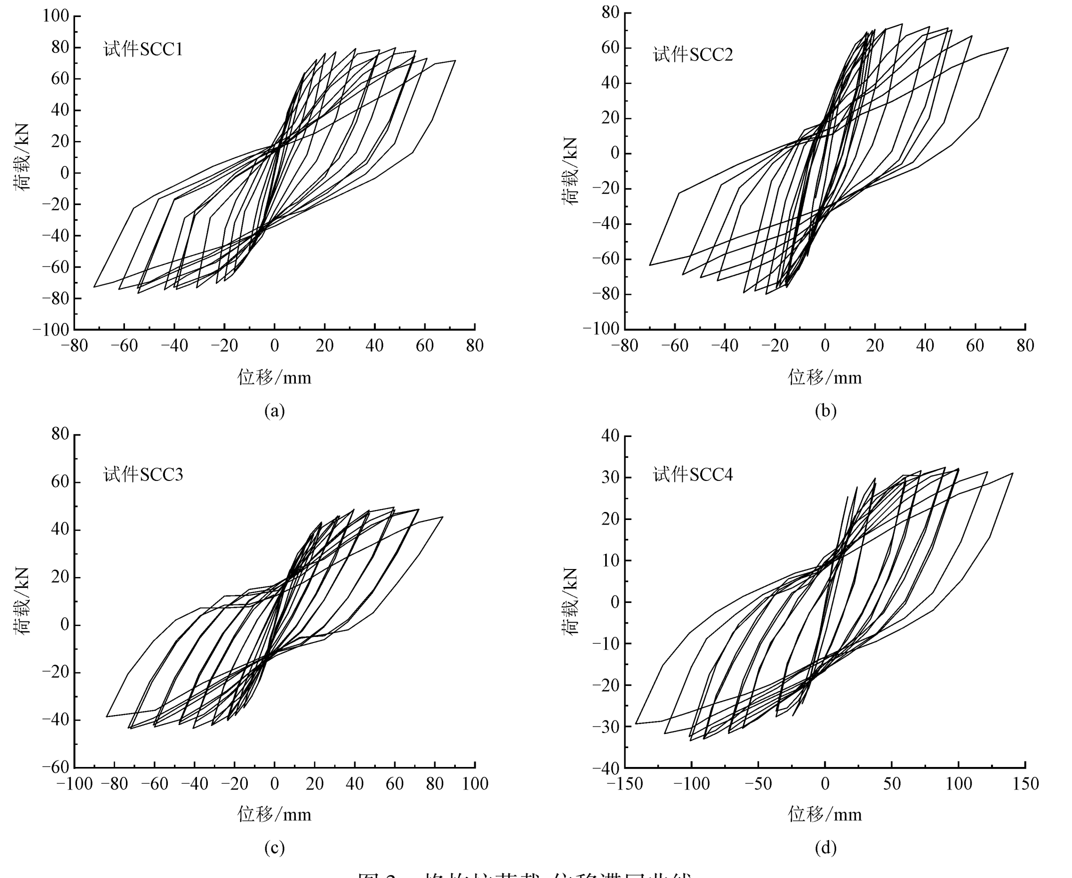


图 3　格构柱荷载-位移滞回曲线

Fig. 3　Load-displacement hysteresis curve diagram of laced columns

试件 SCC1 和 SCC2 的滞回曲线总体形状比较饱满，但饱满程度比梭形要低，下降段平缓。说明钢管混凝土格构柱的耗能能力强，延性较好。但也表现出捏缩现象，这主要是由于构件在受力过程中钢管和混凝土之间存在相对滑移。

试件 SCC3 的滞回曲线不太饱满。这是由于长柱的施工质量难以控制，存在初始缺陷，因此钢管和混凝土之间存在比较大的滑移，捏缩现象显著。

试件 SCC4 的滞回曲线最为饱满。这是因为试件 SCC4 剪跨比很大，试件表现出明显的弯曲破坏。相比之下，剪切变形的影响可以忽略。

由图 4 可以得出：随着长细比的增大，试件的屈服位移、极限位移都会提高，但最大承载力以及弹性阶段的刚度有所下降。当长细比在 10 左右时，构件整体受力性能较好。从节省材料和构件受力特性方面综合考虑，建议在进行钢管混凝土格构柱设计时，长细比宜小于 10。当构件长度较大时，可通过增大柱肢间距来提高其整体的承载力。

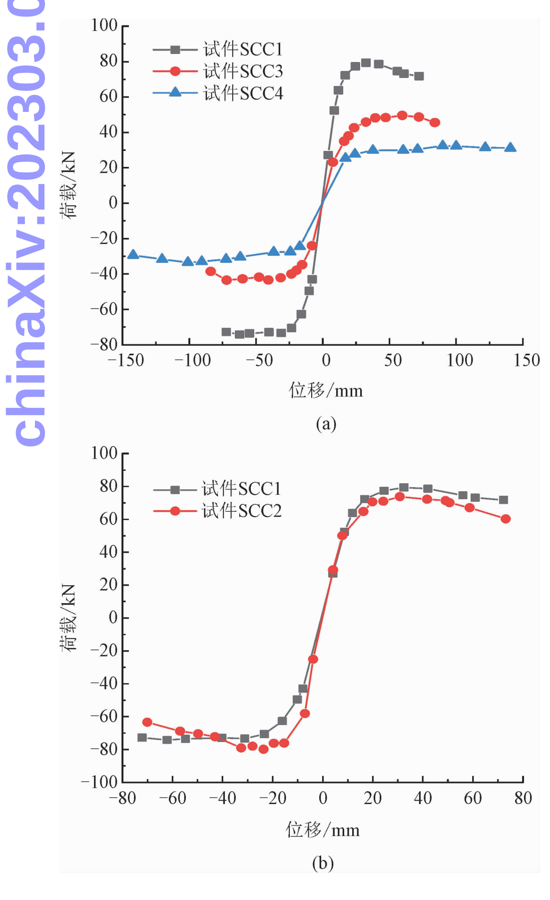


图 4　格构柱荷载-位移骨架曲线

Fig. 4　Load-displacement skeleton curve diagram of laced columns

随着轴压比增大，试件在弹性阶段的刚度有所提高。这是因为随着轴压比增大，核心混凝土的受力面积得到增大，从而使试件的抗弯刚度得到提高。但是核心混凝土的抗弯刚度只占总抗弯刚度的一小部分，所以增大轴压比对试件刚度的影响程度较小。

2　双参数损伤模型

地震损伤系数是判定结构构件在地震荷载作用下损伤程度的可靠指标。最早提出的是单参数损伤模型，仅考虑单一位移损伤或能量损失，不能较好地表征二者的相互影响，因此其计算误差较大，偏离工程实际。目前国际上比较认同的损伤模型是考虑了结构构件历史最大位移和能量损伤两部分综合推导得出，即由位移项和能量项组成的双参数模型。其中影响最为广泛的是 Park-Ang 双参数损伤模型[18]，其计算公式为

$$D = \frac{\delta_{i,\mathrm{m}}}{\delta_{\mathrm{u}}} + \beta \frac{E_{\mathrm{h}}}{Q_{\mathrm{y}}\delta_{\mathrm{u}}} \tag{3}$$

式中：D 为损伤系数；$\delta_{i,\mathrm{m}}$ 为构件的在第 i 次加载的极限位移；δ_{u} 为构件在单调荷载下的极限位移；E_{h} 为构件的总的滞回耗能；Q_{y} 为构件的屈服强度；β 是构件的耗能因子，且

$$\beta = (-0.447 + 0.073\lambda + 0.24n + 0.314p_1) \times 0.7p_v \tag{4}$$

其中：λ 为剪跨比（当 $\lambda < 1.7$ 时，取 $\lambda = 1.7$）；n 为轴压比（当 $n < 0.2$ 时，取 $n = 0.2$）；p_1 为构件的纵向钢筋配筋率（当 $p_1 < 0.75\%$ 时，取 $p_1 = 0.75\%$）；p_v 为构件的体积配筋率。

该公式基于大量试验数据拟合而出，且该损伤模型得到了研究者们的广泛引用和参考。但该计算模型存在上、下限不收敛问题。理论上，试件处在弹性阶段其损伤值应为 0，但采用 Park-Ang 模型计算结果却不满足此条件。于是 Kunnath 在 Park-Ang 模型的基础上提出了一个修正模型[19]，计算公式为

$$D = \frac{\delta_{i,\mathrm{m}} - \delta_{\mathrm{y}}}{\delta_{\mathrm{u}} - \delta_{\mathrm{y}}} + \beta \frac{E_{\mathrm{h}}}{Q_{\mathrm{y}}\delta_{\mathrm{u}}} \tag{5}$$

该模型使得弹性阶段的计算值更符合实际情况且对模型中超过屈服位移后的位移损伤进行重新定义，使计算结果更合理。将试验数据代入 Kunnath 模型进行验算，因为 Kunnath 模型是根据钢筋混凝土结构的损伤数据拟合而来，所以其耗能因子 β 的计算式不能直接套用于其他结构形式，需要重新确定适用于钢管混凝土格构柱的耗能因子公式。耗能

因子 β 的确定方式为：令式(5)中损伤系数 $D=1$，反推出 β，再通过线性回归可得到耗能因子 β 与参数之间的表达式。文献[20-21]指出缀管的连接方式、角度、缀管与肢管的管径之比以及钢管和混凝土的强度改变对格构柱承载力的影响不大。而长细比、轴压比、套箍指标对构件的承载力有较大影响，所以为简化计算，耗能因子 β 可由下式确定。

$$\beta=0.010\,0+0.037\,92n-0.000\,153\,192\lambda+0.014\,89\zeta \tag{6}$$

Kunnath 模型的计算结果与试验结果的对比如图 5 所示。

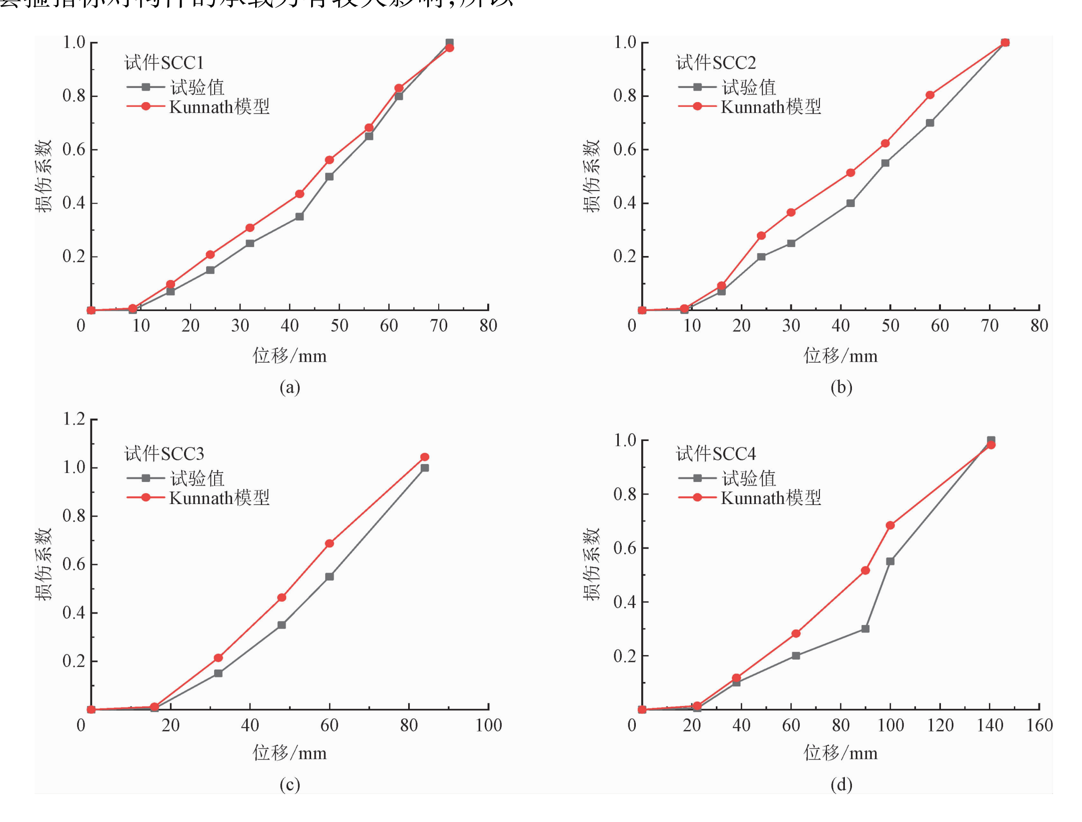


图 5　试验值与计算值对比

Fig. 5　Comparison of experimental and calculated values

从图 5 中看可以看出在逐级加载的过程中，试验值与计算值有一定的偏差，Kunnath 模型不能较准确地反映出试件在加载过程中的损伤情况。经过分析知 Kunnath 模型仍然存在如下不足。

1）位移损伤和能量损伤之间是线性关系，但实际上二者并不一定呈线性关系。

2）耗能因子 β 通过钢筋混凝土结构的损伤数据拟合而来，若用于其他结构离散程度较大。

3）该模型没有考虑输入的能量是否会对试件造成损伤。试件加载初期，弹性阶段的滞回耗能，因钢管和混凝土泊松比不同会产生套箍效应，以及混凝土核心区域内摩阻等情况下消耗的能量并不会直接对试件造成损伤，将其称之为无效耗能；试件加载中后期的混凝土开裂、柱肢出现裂缝、柱肢与缀管撕裂、柱肢大幅变形等情况下消耗的能量对试件产生直接的损伤，将其称之为有效耗能。但 Kunnath 模型并没有考虑这一影响。

4）该模型没有考虑试件随循环次数的增加屈服强度会逐渐降低的情况。

针对以上不足，本研究提出了修正模型，即

$$D=(1-\beta)\frac{\delta_{i,\mathrm{m}}-\delta_{\mathrm{y}}}{\delta_{\mathrm{u}}-\delta_{\mathrm{y}}}+\frac{\delta_{i,\mathrm{m}}}{\delta_{\mathrm{m}}}\left(\beta\frac{E_{\mathrm{h}}}{Q_{\mathrm{u}}\delta_{u}}\right) \tag{7}$$

其中：$\delta_{i,\mathrm{m}}=\begin{cases}\delta_{\mathrm{y}},(\delta_{i,\mathrm{m}}\leqslant\delta_{\mathrm{y}})\\ \delta_{i,\mathrm{m}},(\delta_{i,\mathrm{m}}>\delta_{\mathrm{y}})\end{cases}$；$Q_{\mathrm{u}}$ 为试件的极限强度。

修正模型较 Kunnath 模型有如下改进：①其表达形式在理论上较 Kunnath 模型更完善，在位移项引入系数 $1-\beta$，使模型在理论上满足上下界收敛，且使得位移项和能量项之间呈非线性关系，更符合实际情况；②在能量项引入系数 $\frac{\delta_{i,\mathrm{m}}}{\delta_{\mathrm{m}}}$，以此来降低加载前期的无效能量对损伤值的影响；③考虑到试件的屈服强度随着加载次数的增加而下降，故采用极

限强度 Q_u 替换屈服强度 Q_y。

3 修正后的损伤模型验证分析

3.1 与 Kunnath 损伤模型对比分析

按前文所述的拟合方法，得到修正模型的耗能因子表达式为

$$\beta = 0.0152 + 0.06624n - 0.00041246\lambda + 0.02265\zeta \quad (8)$$

将试验数据分别代入修正模型和 Kunnath 模型，可以得到由修正模型与 Kunnath 损伤模型计算而来的耗能因子 β 与损伤系数 D 的对比，计算结果如表 4 所示。

表 4 的结果表明在试件损坏时，Kunnath 损伤模型的计算值基本符合要求，但本研究提出的修正损伤模型计算更精确，离散程度更小。试件各个位移阶段的损伤系数是反映该构件当下的破损情况及判断其可修复与否的重要依据。因此，损伤模型是否能准确地反映各个位移幅值的损伤系数也是判断该模型是否实用的重要标准。将试验数据分别代入到修正模型和 Kunnath 模型中，再结合表 3 数据可得各试件在不同位移幅值下的计算值与试验值之间的比对。结果如图 6 所示。

表 4 各试件 β、D 对比分析表

Tab. 4 Comparison and analysis table of specimens for β and D

试件编号	Kunnath 损伤模型		本研究修正损伤模型	
	β	D	β	D
SCC1	0.038	0.980	0.058	0.990
SCC2	0.042	1.000	0.064	1.000
SCC3	0.037	1.045	0.055	1.022
SCC4	0.036	0.982	0.051	0.990
均值		1.002		1.001
标准值		0.026		0.013
离散系数		2.6%		1.3%

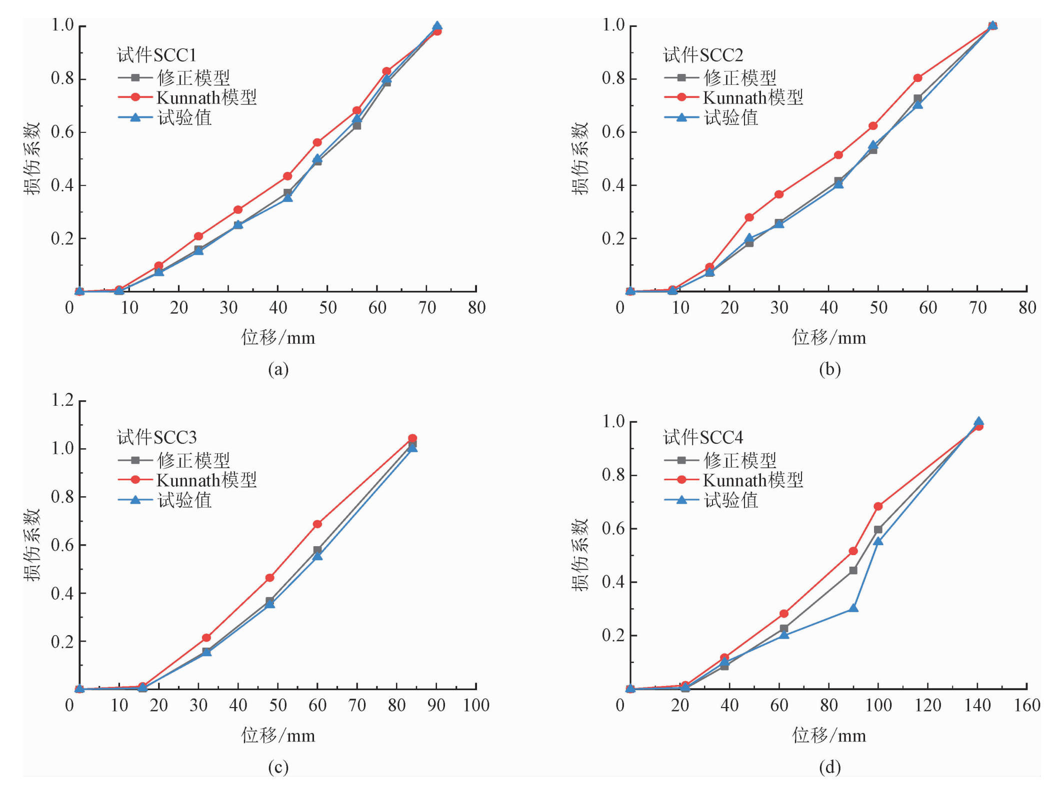


图 6 损伤系数对比

Fig. 6 Comparison of damage coefficient

Kunnath 损伤模型没有考虑无效耗能的情况，所以无法区分不同位移幅值下产生的能量对试件造成损伤的差异性。试件加载前期，即在位移幅值较小的情况下往往更容易产生无效耗能，这部分能量不会造成试件损伤，Kunnath 损伤模型忽略了这一点，因此计算值偏大。由图 6 可得知本研究提出的修正

模型计算结果更精确,能较好地反映四肢钢管混凝土格构柱在往复荷载作用下的损伤情况。

3.2 试件参数对损伤模型的影响

由表4、图7、图8可知,在一定范围内,轴压比越大,试件的耗能因子β越大,在相同位移荷载下的损伤值越大;长细比越大,试件的耗能因子β越小,在相同位移荷载下的损伤值越小。

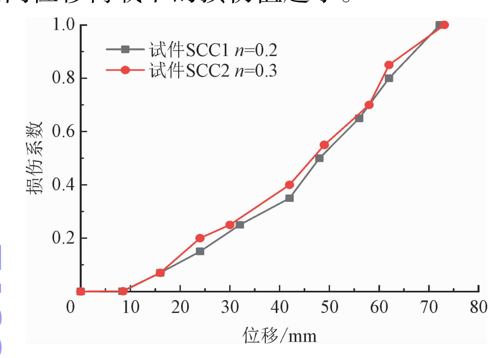


图7 轴压比对损伤系数的影响

Fig. 7 Influence of axial compression ratio on damage coefficient

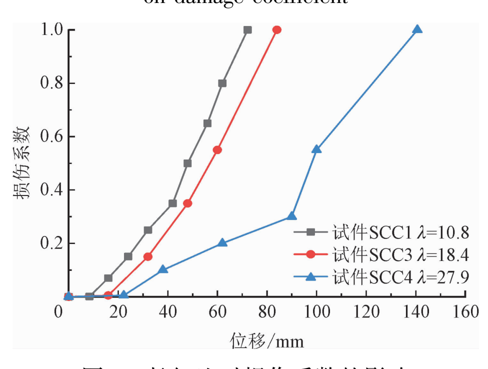


图8 长细比对损伤系数的影响

Fig. 8 Influence of slenderness ratio on damage coefficient

4 结 论

1)本研究对4组四肢钢管混凝土格构柱进行了拟静力试验研究,分析了长细比、轴压比等参数对试件受力性能的影响。对试件在不同长细比下的受力性能进行分析后,建议在进行钢管混凝土格构柱设计时,长细比宜小于10。

2)传统地震损伤模型没有考虑试件加载过程中所产生的一部分耗能并不会对试件造成损伤,即并没有考虑无效耗能,所以计算结果偏大。修正模型在能量项引入的比例系数能准确地表达耗能对试件损伤的影响。

3)基于试验和理论分析推导了适合于钢管混凝土格构柱的地震损伤模型。修正模型理论上更完善,能够较为准确地反映四肢钢管混凝土格构柱在各个位移阶段的损伤系数,对评价四肢钢管格构柱结构在地震下的损伤程度以及震后修复有重要意义。

参考文献:

[1] HUANG Zhi, JIANG Lizhong. Experimental study on the seismic performance of concrete filled steel tubular laced columns[J]. Steel and composite structures, 2018, 26(6): 719-731.

[2] FENG Yuling, JIANG Lizhong, ZHOU Wangbao, et al. Improved analytical method to investigate the dynamic characteristics of composite box beam with corrugated webs[J]. International journal of steel structures, 2020, 20(1): 194-206.

[3] 杨有福,刘敏. 格构式钢管混凝土构件抗震性能研究进展[J]. 中国公路学报, 2017, 30(12): 10-20.
YANG Youfu, LIU Min. Progress of research on seismic behavior of concrete filled steel tube latticed members[J]. China journal of highway and transport, 2017, 30(12): 10-20 (in Chinese).

[4] 欧智菁,陈盛富,吴庆雄,等. 变截面钢管混凝土格构柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2018, 39(3): 77-83.
OU Zhijing, CHEN Shengfu, WU Qingxiong, et al. Experimental research on seismic performance of variable cross-sectional concrete filled steel tubular laced columns[J]. Journal of building structures, 2018, 39(3): 77-83 (in Chinese).

[5] 欧智菁,陈盛富,林上顺. 变截面斜缀管式钢管混凝土格构柱抗震性能研究[J]. 兰州大学学报(自然科学版), 2018, 54(3): 382-388.
OU Zhijing, CHEN Shengfu, LIN Shangshun. Seismic performance of variable cross-sectional concrete filled steel tubular laced columns with inclined lacing tubes[J]. Journal of Lanzhou University (natural sciences), 2018, 54(3): 382-388 (in Chinese).

[6] HUANG Zhi, JIANG Lizhong, ZHOU Wangbao, et al. Studies on restoring force model of concrete filled steel tubular laced column to composite box-beam connections[J]. Steel and composite structures, 2016, 22(6): 1217-1238.

[7] 袁辉辉,吴庆雄,陈宝春,等. 平缀管式等截面钢管混凝土格构柱荷载-位移骨架曲线计算方法[J]. 工程力学, 2016, 33(12): 206-216.
YUAN Huihui, WU Qingxiong, CHEN Baochun, et al. Calculation method of load-displacement skeleton curve for uniform sectional CFST lattice column with flat lacing tube[J]. Engineering mechanics, 2016, 33(12): 206-216 (in Chinese).

[8] 袁辉辉,吴庆雄,陈宝春,等. 平缀管式等截面钢管混凝土格构柱抗震性能试验与有限元分析[J]. 工程力学, 2016, 33(10): 226-235.
YUAN Huihui, WU Qingxiong, CHEN Baochun, et al. Aseismic

performance test and fem analysis of uniform sectional CFST lattice column with flat lacing tubes[J]. Engineering mechanics,2016,33(10):226-235(in Chinese).

[9] 许力,郭子雄. 钢管混凝土组合双肢柱偏压性能及设计方法[J]. 中南大学学报(自然科学版),2021,52(3):901-912.
XU Li, GUO Zixiong. Eccentrical loading behavior and design method of CFST coupling composite columns[J]. Journal of Central South University (science and technology),2021,52(3):901-912(in Chinese).

[10] 蒋丽忠,黄志,陈善,等. 钢管混凝土格构柱-组合箱梁节点抗震性能试验研究[J]. 振动与冲击,2014,33(18):156-163.
JIANG Lizhong,HUANG Zhi,CHEN Shan,et al. Tests for aseismic behavior of connection joints composed of concrete-filled steel tubular lattice columns and composite box girders[J]. Journal of vibration and shock,2014,33(18):156-163(in Chinese).

[11] 杨伟. 套环四肢钢管混凝土格构柱轴压试验研究及有限元分析[D]. 长沙:湖南大学,2018.

[12] 朱汉波,缪长青,白六涛,等. 考虑低周疲劳损伤效应的钢筋混凝土柱 Park-Ang 损伤修正模型[J]. 东南大学学报(自然科学版),2020,50(1):71-80.
ZHU Hanbo,MIAO Changqing,BAI Liutao,et al. Modified Park-Ang damage model considering low cycle fatigue damage effect of reinforced concrete columns [J]. Journal of Southeast University (natural science edition),2020,50(1):71-80(in Chinese).

[13] 马辉,郭婷婷,薛建阳,等. 基于变形和累积耗能的型钢再生混凝土柱地震损伤模型研究[J]. 实验力学,2017,32(4):525-534.
MA Hui,GUO Tingting,XUE Jianyang,et al. Study of seismic damage model of steel reinforced recycled concrete column based on deformation and accumulated energy dissipation [J]. Journal of experimental mechanics,2017,32(4):525-534 (in Chinese).

[14] 樊禹江,余滨杉,鲁元龙,等. 修正的 Park-Ang 性能增强再生混凝土框架中节点地震损伤模型[J]. 实验力学,2020,35(1):159-166.
FAN Yujiang,YU Binshan,LU Yuanlong,et al. Study on modified Park-Ang seismic damage model for interior joints of enhanced recycled aggregate concrete frame [J]. Journal of experimental mechanics,2020,35(1):159-166(in Chinese).

[15] 高春彦、赵洁、程亚超. 格构式钢管混凝土风电塔架新型附着式节点受力性能研究[J]. 应用力学学报,2020,37(6):2440-2445.
GAO Chunyan,ZHAO Jie,CHENG Yachao. Mechanical behavior study on the attachment type concrete-filled steel tubular lattice wind tower [J]. Chinese journal of applied mechanics,2020,37(6):2440-2445(in Chinese).

[16] 中国工程建设标准化协会. 钢管混凝土结构技术规程:CECS28:2012[S]. 北京:中国计划出版社,2012.

[17] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3 – 2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.

[18] PARK Y,ANG A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. Journal of structural engineering,1985,111(4):722-739.

[19] KUNNATH S K,REINHORN A M,PARK Y J. Analytical modeling of inelastic seismic response of R/C structures [J]. Journal of structure engineering,1990,116(4):996-1017.

[20] 罗瑶. 四肢钢管混凝土格构柱抗震性能研究[D]. 长沙:中南大学,2013.

[21] 章彦. 四肢钢管混凝土轴压格构柱力学性能分析与承载力计算[D]. 湘潭:湘潭大学,2015.

(编辑 李坤璐)